Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 212 del 4 agosto 1982

Spedizione in abbonamento postale - Gruppo I

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA Roma - Mercoledì, 4 agosto 1982 SI PUBBLICA NEL POMERIGGIO DI TUTTI I GIORNI MENO I FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DI GRAZIA E GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE DELLE LEGGI E DECRETI - CENTRALINO 65101
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - LIBRERIA DELLO STATO - PIAZZA G. VERDI, 10 - 00100 ROMA - CENTRALINO 85081

N. 44

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO 24 marzo 1982.

Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.

SOMMARIO

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO 24 marzo 1982.

Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO DELL'INTERNO

Vista la legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Ritenuto che, in forza dell'art. 1 della stessa legge devono essere emanate norme tecniche per la disciplina delle costruzioni;

Vista la normativa contenuta nel « Regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) » approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959, n. 1363;

Visto il parere favorevole del Consiglio superiore dei lavori pubblici sulla nuova normativa tecnica relativa alla progettazione e costruzione delle dighe di sbarramento, espresso con voto n. 616/79 del 17 luglio 1981;

Decreta:

Art. 1.

È approvato il testo delle norme tecniche riguardanti la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.

Art. 2.

Ai sensi dell'art. 32 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, dette norme entreranno in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Art. 3.

La nuova normativa sostituisce il testo delle «Norme per il calcolo e la costruzione dei diversi tipi di sbarramento » di cui alla seconda parte del « Regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) » approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959 n. 1363.

Roma, addì 24 marzo 1982

Il Ministro dell'interno
ROGNONI

Il Ministro dei lavori pubblici
NICOLAZZI

CARATTERISTICHE GENERALI STRUTTURALI E COSTRUTTIVE - VERIFICHE DI SICUREZZA

A. Classificazione e definizioni.

A. 1. *Classificazione.*

Agli effetti delle norme che seguono, gli sbarramenti sono classificati nei tipi seguenti:

A) Dighe murarie: -

a) a gravità;
1) ordinarie;
2) a speroni, a vani interni;

b) a volta;
1) ad arco;
2) ad arco - gravità;
3) a cupola;

c) a volte o solette, sostenute da contrafforti.

B) Dighe di materiali sciolti;

a) di terra omogenee;
b) di terra e/o pietrame, zonate, con nucleo di terra per la tenuta;
c) di terra permeabile o pietrame, con manto o diaframma di tenuta di materiali artificiali;

C) Sbarramenti di tipo vario;

D) Traverse fluviali.

A. 2. - *Definizioni.*

Altezza della diga: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta).

Quota di massimo invaso: è la quota massima a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto, escluso la sopraelevazione da moto ondoso.

Quota massima di regolazione: è la quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi.

Altezza di massima ritenuta: è il dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte.

Franco: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

Franco netto: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso aggiunta a questa la semiampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio.

Volume totale di invaso: è la capacità del serbatoio compresa tra la quota di massimo invaso e la quota minima di fondazione; per le traverse fluviali è il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato.

Volume utile di regolazione: è il volume compreso fra la quota massima di regolazione e la quota minima del livello d'acqua alla quale può essere derivata, per la utilizzazione prevista, l'acqua invasata.

Volume di laminazione: è il volume compreso fra la quota di massimo invaso e la quota massima di regolazione, ovvero, per i serbatoi specifici per laminazione delle piene, tra la quota di massimo invaso e la quota della soglia inferiore dei dispositivi di scarico.

B. Norme generali.

B. 1. - *Ampiezza massima delle onde nel serbatoio.*

Al fine della determinazione del franco netto in cui in A 2. possono essere assunti in mancanza di più precise indagini, i valori seguenti delle ampiezze massime delle onde nel serbatoio, in m, inteso con *F* la lunghezza massima del fetch, in km, a fronte della diga e con *V* la massima delle velocità medie del vento, in km per ora.

F =	1	2	4	6	8	10	15
V = 100	1,09	1,51	2,09	2,52	2,89	3,21	3,88
V = 80	0,86	1,19	1,65	1,99	2,28	2,53	3,07
V = 60 (o minore)	0,63	0,88	1,21	1,47	1,68	1,87	2,26

Per i valori di *F* e *V* intermedi fra i precedenti le ampiezze predette sono determinabili per interpolazione.

B. 2. - *Terreni di fondazione.*

In sede di progetto esecutivo saranno individuati i dettagli litostratigrafici e strutturali delle formazioni presenti nel corpo di fondazione; ove la zona di imposta interessi più di una unità litostratigrafica, le indagini riguarderanno tutte le unità litostratigrafiche interessate ed il tipo di contatto tra esse.

Saranno inoltre determinate le proprietà meccaniche, con particolare riguardo alla resistenza e deformabilità, e la permeabilità dei terreni, sia sciolti che lapidei, almeno fino alla profondità a cui potrà risultare apprezzabile l'influenza dei carichi esercitati dallo sbarramento e delle azioni esercitate dall'acqua del serbatoio; saranno inoltre determinate le caratteristiche della circolazione idrica sotterranea.

L'area oggetto delle suddette indagini verrà estesa convenientemente a monte, a valle e, nei riguardi della stabilità dei versanti, al disopra dello imposte della diga e relative opere ausiliarie.

Le caratteristiche di cui sopra sono da determinare con analisi, prove, accertamenti di laboratorio ed in sito. In ogni caso le indagini in sito e quelle di laboratorio dovranno opportunamente integrarsi ed i loro risultati, riassunti ed analizzati in apposita relazione, dovranno essere correlati tra loro.

La documentazione delle indagini geognostiche in sito (risultati dei sondaggi, cunicoli, trincee, pozzi e dispositivi di osservazione) dovrà essere completa in ogni sua parte e firmata dall'estensore della relazione stessa.

Nel caso in cui siano previsti trattamenti o interventi particolari per sopperire a difetti locali ovvero per migliorare le caratteristiche generali dei terreni e, in particolare, per ridurne la permeabilità, dovranno essere svolte prove in sito allo scopo di verificare la possibilità di esecuzione dei trattamenti stessi e la loro efficacia.

Durante gli scavi che precedono la costruzione della diga verrà eseguito l'accertamento continuo relativamente alla rispondenza delle caratteristiche della roccia alle previsioni del progetto esecutivo.

Per le opere da costruire in aree che non appartengono alle zone comprese negli elenchi di cui all'art. 3, secondo comma, punti a) e c) della legge 2 febbraio 1974, n. 64, dovrà essere condotto uno studio geotettonico e macrosismico ai fini dell'eventuale equiparazione a zone classificate e quindi all'applicazione delle norme relative.

Nelle zone da ritenere soggette a sismi, è da escludere la costruzione di dighe murarie se la fondazione non ha caratteristiche meccaniche notevolmente uniformi e se le discontinuità strutturali hanno origine da faglie in presumibile stato di attività.

È ancora da escludere, nelle zone predette, la eseguibilità di opere anche di materiali sciolti se nelle fondazioni sono presenti sabbie fluidificabili o argille sensibili. La presenza di terreni altamente costipabili richiede la valutazione degli effetti, in caso di sisma, sulla struttura.

È in ogni caso da escludere l'eseguibilità di dighe di qualsiasi tipo se sulle spalle della sezione di sbarramento, anche al disopra del livello massimo di invaso, esistono condizioni di prevedibile pericolo di frane in condizioni normali o in conseguenza di sismi.

B. 3. - *Verifiche di sicurezza.*

Le verifiche di sicurezza dovranno essere eseguite in ordine alle azioni di peso proprio della struttura e di spinta dell'acqua per livello del serbatoio alla quota di massimo invaso, nonché di sottopressioni, di coazioni termiche e da ritiro quali in seguito specificate per le diverse specie di strutture.

Le verifiche stesse sono da estendere di norma alla fondazione, tenuto conto dei provvedimenti eventualmente previsti per migliorarne le caratteristiche meccaniche e di tenuta.

B. 4. - *Azioni sismiche.*

Nelle verifiche di sicurezza delle dighe da costruire nelle zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'articolo 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ed in quelle ad esse assimilate a norma dell'ottavo comma dell'art. B - 2 delle presenti norme, le azioni inerziali della massa strutturale e dell'acqua verranno assunte con le regole seguenti salvo quant'altro specificato ai punti C-4 b) e H-6.

a) *Azioni inerziali della massa strutturale*

Le azioni inerziali della massa strutturale sono costituite convenzionalmente dalla seguenti forze unitarie di volume:

1) orizzontali, parallele al piano della sezione maestra della diga, di valore

$$F_h = CW$$

ove:

$$C = \frac{S - 2}{100}$$ è il coefficiente di intensità sismica;

S è il grado di sismicità ($S \geqslant 2$) come definito nel decreto ministeriale 3 marzo 1975 relativo alle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

W è il peso unitario di volume del materiale;

2) *orizzontali, di intensità uguale alle precedenti, ma ad esse perpendicolari;*

3) verticali, di intensità.

$$F_v = mCW$$

deve il coefficiente m è da assumere non inferiore a 0,5.

b) Azioni inerziali dell'acqua invasata.

Le azioni di inerzia dell'acqua, i cui effetti sono da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, saranno assimilate ad una distribuzione continua di pressione normali al paramento di monte di intensità.

$$p = C \gamma c y_o,$$

ove: C è il coefficiente di intensità sismica nella misura prevista dalle norme sopra citate; γ il peso per unità di volume dell'acqua; y_o, la differenza fra la quota massima di invaso come in appresso specificata e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del parametro di monte della struttura; c è la funzione

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{y_o} \left(2 - \frac{y}{y_o}\right) + \sqrt{\frac{y}{y_o} \left(1 - \frac{y}{y_o}\right)} \right]$$

in cui y è la differenza fra la quota massima di invaso e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p sopra indicata e c_m è un coefficiente dipendente dall'angolo α di inclinazione del paramento rispetto alla verticale, a cui sono da attribuire i seguenti valori (da interpolare per valori dell'angolo non compresi nella tabella):

α	= 0	5°	10°	20°	40°	60° ed oltre
c_m	= 0,74	0,70	0,67	0,60	0,45	0,30

Se il paramento di monte ha inclinazione non costante è da assumere per c_m il valore medio pesato in base all'estensione dei singoli tratti di diversa inclinazione fra i valori sopra indicati con riferimento alla sezione maestra; per le eventuali zone con inclinazione negativa (a strapiombo) verrà assunto per c_m il valore 0,74.

c) Quota massima di invaso da considerare;

Agli effetti delle verifiche relative alle azioni ordinarie e sismiche concomitanti si intende per quota massima di invaso:

1) se gli sfioratori superficiali sono in tutto muniti di paratoie, qualunque sia il loro tipo, la quota di massimo invaso;

2) se gli sfioratori superficiali sono in parte a soglia libera ed in parte muniti di paratoie, la quota che verrebbe raggiunta dal livelo dell'acqua, a paratoie chiuse, per l'evacuazione sulla soglia libera di una portata metà della massima prevista;

3) se gli sfioratori sono in tutto a soglia libera, la quota corrispondente alla evacuazione come in 2).

Se il serbatoio è dotato di scarichi di fondo in grado di erogare, con battente non superiore ad un terzo del dislivello fra la quota della loro bocca e la quota di massimo invaso, portate fino alla metà della massima prevista per gli sfioratori superficiali, è ammesso che nelle verifiche di sicurezza per la condizione a vuoto i coefficiente di intensità sismica siano ridotti a metà di quelli sopra indicati.

B. 5. – *Controlli del comportamento dell'opera - Osservazioni e misure.*

I progetti esecutivi degli sbarramenti comprenderanno anche un piano generale degli apparecchi e dispositivi di controllo del comportamento dell'opera, da installare nella struttura e nella fondazione.

Sono di norma da prevedere le osservazioni e misure: degli elementi meteorologici; dei livelli nel serbatoio e nelle eventuali falde a valle; delle perdite d'acqua dalla struttura e dal suo contorno; delle temperature esterne ed interne; delle sottopressioni e pressioni interstiziali; delle deformazioni e degli spostamenti della struttura e del terreno di appoggio sottostante e circostante; dei fenomeni sismici relativamente alle dighe ubicate in zone da ritenere soggette a sismi.

In linea generale sono da preferire apparecchi registratori, eventualmente con trasmissione dei dati a distanza; registratori saranno in ogni caso quelli di misura dei livelli nel serbatoio e dei fenomeni sismici.

Il piano di cui al primo comma dovrà anche indicare la frequenza con cui si intende eseguire ciascuna specie di osservazione nei diversi periodi seguenti: durante la costruzione; durante il primo invaso; nei primi tre anni di regolare esercizio; negli anni successivi.

C) DIGHE MURARIE IN GENERALE.

C. 1. – *Fondazione.*

L'andamento generale della superficie finale di fondazione non dovrà avere inclinazioni che non garantiscano la sicura stabilità dell'opera e dovrà mancare di gradini, risalti e cambiamenti bruschi di pendenza in qualsiasi direzione.

Le operazioni di scavo saranno da condurre con tutti gli accorgimenti affinché la superficie finale risulti fresca e non sconnessa dalle operazioni stesse.

Prima di iniziare il getto del calcestruzzo dovrà essere controllato, zona per zona, che la superficie di fondazione non abbia subito alterazioni. Essa verrà ripulita con getti di acqua ed aria in pressione ed i detriti verranno accuratamente asportati.

Nella roccia di fondazione sarà realizzato uno schermo di impermeabilità con iniezioni di cemento o di altre idonee sostanze. Con adeguati provvedimenti di sicura efficacia, accuratamente studiati, potranno essere migliorate le caratteristiche meccaniche della roccia nel campo in cui l'opera determina sensibili tensioni.

Iniezioni cementizie sono da eseguire lungo il piede del paramento di monte ai fini della tenuta fra roccia e struttura muraria.

C. 2. – *Cemento – Calcestruzzo.*

Per la confezione del calcestruzzo verrà impiegato cemento della composizione più opportuna sia per la resistenza meccanica a lunga maturazione, sia per lo sviluppo del calore di idratazione, per il ritiro e per la resistenza chimica. Preliminarmente e nel corso dei lavori il cemento verrà sottoposto a sistematiche prove di controllo di tutte le sue caratteristiche.

Gli aggregati non dovranno essere gelivi e/o friabili; dovranno essere esenti da sostanze organiche ed inorganiche nocive alle caratteristiche del calcestruzzo. Essi verranno divisi in almeno quattro classi granulometriche e, di norma, lavati.

L'assortimento granulometrico e la dimensione massima degli aggregati, la dose di cemento, il rapporto acqua-cemento, la specie e la dose di eventuali additivi, il procedimento di confezione, di trasporto, di posa in opera e di costipazione del calcestruzzo dovranno essere tali da conferire a questo i migliori requisiti di omogeneità, compattezza, impermeabilità, resistenza meccanica e durabilità, con particolare riferimento all'azione del gelo, all'azione chimica dell'acqua di invaso ed alle condizioni ambientali atmosferiche.

In sede di progettazione esecutiva della diga verranno eseguiti, presso un laboratorio specializzato, studi sperimentali preliminari circa la composizione del calcestruzzo, con gli aggregati ed il cemento dei quali si prevede l'impiego; essi dovranno indicare la composizione da adottare nella costruzione dell'opera per ottenere le migliori caratteristiche generali relative al particolare impiego; gli studi stessi dovranno inoltre determinare la correlazione fra le resistenze, sia a compressione che a trazione (da prova indiretta o brasiliana) a 7 giorni, a 28 giorni ed a 90 giorni di maturazione.

C. 3. - *Getti e controlli del calcestruzzo.*

I getti dovranno susseguirsi in successione verticale con la maggiore possibile continuità.

Sospensioni protratte oltre l'inizio dell'indurimento del calcestruzzo richiedono che le superfici di ripresa siano accuratamente preparate con scarnitura, ravvivamento e perfetta pulitura.

Nelle riprese di eventuali sospensioni a lungo termine sono da adottare provvedimenti per assicurare la tenuta e/o il drenaggio in prossimità del parametro di monte, nonché la migliore possibile continuità delle caratteristiche meccaniche della struttura su tutta la superficie di ripresa.

Durante l'esecuzione dell'opera verranno sistematicamente controllare le caratteristiche del calcestruzzo impiegato prelevando campioni dai getti e sottoponendoli a prove nel laboratorio di cantiere. I risultati verranno elaborati e riassunti con criteri statistici.

Nel primo periodo dei getti la frequenza dei prelievi per le prove di compressione sarà di almeno un prelievo per ogni 500 m^3 di impasto e, comunque, non inferiore ad un prelievo per ogni giorno di lavoro fino a raggiungere il numero di trenta prelievi. Successivamente la frequenza di questi potrà essere ridotta ma, in ogni caso, non al di sotto di un prelievo ogni 3000 m^3 di impasto oppure ad un prelievo ogni tre giorni di getto.

Con ciascun prelievo verranno confezionati quattro provini per prove a sette giorni di stagionatura, quattro provini per prove a ventotto giorni e quattro provini per prove a novanta giorni. Con i relativi risultati verranno determinate le resistenze caratteristiche, secondo le disposizioni di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, e successive norme tecniche relative alle opere di conglomerato cementizio.

Nel corso d'esecuzione dell'opera la resistenza caratteristica a compressione a novanta giorni potrà essere anticipatamente prevista sulla base dei risultati delle prove a ventotto giorni e della correlazione fra le resistenze caratteristiche alle due maturazioni determinata con le prove preliminari di cui al quarto comma dell'articolo precedente.

Essa, salvo il controllo con i risultati delle prove effettuate a novanta giorni, dovrà risultare costantemente non inferiore a quattro volte la tensione principale massima a compressione nella struttura quale determinata nell'analisi statica.

Per il controllo a breve termine del corretto funzionamento degli impianti di confezione del calcestruzzo e per i tempestivi eventuali interventi correttivi, verranno eseguite prove di tipo speditivo; prelevati giornalmente dei campioni del calcestruzzo, verranno da essi eliminati, mediante vagliatura, gli elementi degli aggregati di dimensioni maggiori (di norma superiori a 30 $\div$ 50 mm); con il passante saranno confezionati provini di dimensioni adeguate (100 $\div$ 150 mm) che saranno poi sottoposti a prove di compressione a brevi stagionature.

C. 4. – *Azioni agenti sulla struttura*

Le verifiche di sicurezza a serbatoio pieno dovranno porre a base, oltre che le pressioni sul paramento di monte correlative al livello di superficie dell'acqua alla quota di massimo invaso, quanto segue:

a) *Spinta del ghiaccio*

Per le dighe situate in zone in cui è prevedibile la formazione sulla superficie del serbatoio di un campo continuo di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, verrà anche considerata la spinta dovuta al ghiaccio, concomitante con le pressioni idrostatiche relative alla quota massima di regolazione.

La spinta del ghiaccio verrà considerata orizzontale, corrispondente alla pressione di 150 kPa (1,52/kgf/cm^2 circa) con riferimento alla proiezione verticale della superficie di contatto fra ghiaccio e paramento della diga.

b) *Azioni sismiche.*

Per le dighe murarie del tipo A-b) e per le volte delle dighe del tipo A-c) ubicate in zone ritenute soggette a sismi, le forze F_h ed F_v di cui all'art. B-4 a) sono da moltiplicare per due.

Per le dighe del tipo A-a-2) e per i contrafforti delle dighe del tipo A-c) analogamente ubicate, sono da moltiplicare per due solo le forze orizzontali dirette perpendicolarmente al piano medio dello sperone o contrafforte.

Qualora le azioni inerziali della massa muraria vengano ricavate da una analisi dinamica basata su terremoti di progetto che tengono conto delle caratteristiche sismotettoniche del sito, le componenti orizzontali dei terremoti di progetto dovranno avere spettri di risposta, in termini di accelerazione, tali che l'area compresa fra la curva con smorzamento 5% l'asse delle ascisse T_0 e le ordinate per $T_0 = 0$ e $T_0 = 0{,}8$ sec., sia maggiore o uguale alla analoga area corrispondente allo spettro di risposta di cui al punto B 6 del decreto ministeriale del 3 marzo 1975, moltiplicata per due nei casi previsti nei due commi precedenti, La compenente verticale di ciascun terremoto avrà spettro di risposta tale per cui l'area definita come sopra sia la metà di quella corrispondente alle componenti orizzontali.

Le tre componenti di eccitazione devono essere considerate contemporanee.

Qualora si segua la tecnica della analisi modale a partire da uno spettro di risposta, la sovrapposizione dei contributi modali dovuti alle tre componenti si esegue come qui di seguito precisato.

Sia Z^k_i il contributo del modo i, per la componente K ad un effetto Z del sisma (componente di tensione o di deformazione o di spostamento). Il contributo complessivo Z^k per la componente K è dato da:

$$Z^k = \sqrt{\Sigma_i \, (Z^k_i)^2}.$$

Il valore totale Z dell'effetto considerato è dato da:

$$Z = \sqrt{\sum_{1}^{3}{}_k \, (Z^k)^2}.$$

Nelle opere la cui sicurezza puó essere compromessa da una eccessiva ampiezza degli spostamenti dinamici dovuti al sisma (in particolare per dighe del tipo A-c), le verifiche degli effetti degli spostamenti dovranno essere condotte tenendo presente che gli spostamenti stessi, in occasione dei terremoti violenti, sono maggiori di quelli che si ricavano dal calcolo convenzionale elastico prima descritto.

In assenza di giustificazioni basate su più precise analisi, si terrà conto di spostamenti di valore doppio di quelli ora detti.

c) *Sottospinte nelle verifiche allo scorrimento.*

Nelle dighe dei tipi A a) ed A - c) è da porre in conto, al fine della verifica di stabilità allo scorrimento, anche una sottospinta agente nelle sezioni di fondazione e di ripresa dei getti, intesa come risultante delle pressioni idriche agenti sulle sezioni stesse, la cui distribuzione convenzionale è indicata nel seguito.

C. 5. *Prove su modello.*

A complemento delle verifiche di sicurezza saranno sempre utili prove statiche, e se del caso, dinamiche, su modello. Esse sono di norma necessarie per strutture di particolare importanza, specie se ubicate in zone ritenute soggette a sismi.

Prove idrauliche su modello circa le forme e l'efficienza delle opere di scarico di fondo e di superficie nonché sui relativi dispositivi di dissipazione di energia sono di norma necessarie.

C. 6. *Disposizioni particolari strutturali e costruttive.*

a) *Franco e coronamento.*

Il franco netto non deve essere inferiore ad un metro.

La larghezza del coronamento dovrà essere tale da consentire la transitabilità con mezzi adeguati, anche meccanici, per la sorveglianza e la manutenzione dell'opera.

Il profilo di sommità e del parametro di valle delle dighe tracimabili deve essere prescelto così che la vena sfiorante vi aderisca, senza depressioni, su tutta l'altezza, ovvero che se ne distacchi subito dopo la soglia sommitale, provvedendo in questo caso, con adeguati dispositivi, alla aereazione al di sotto. In ogni caso sono da studiare, di norma con l'ausilio di modelli, le disposizioni protettive dalle erosioni alla base della struttura.

b) *Cunicoli d'ispezione e drenaggi.*

Entro la struttura, in prossimità del piede del paramento di monte e lungo l'intero sviluppo di esso, è da disporre, quando e dove lo spessore, anche agli effetti statici, lo consente, un cunicolo praticabile, al quale faranno capo le estremità superiori delle perforazioni drenanti nella roccia e le estremità inferiori delle canne drenanti disposte nel corpo della struttura.

Sono da prevedere dispositivi per la misura delle portate delle permeazioni raccolte dalle perforazioni e canne predette e per la misura delle pressioni nelle perforazioni.

In quanto possibile il cunicolo avrà dimensioni che consentano l'esecuzione di successive perforazioni ed iniezioni.

D) DIGHE A GRAVITA' ORDINARIE.

D. 1. - *Caratteristiche. Verifiche di sicurezza.*

Si intendono a gravità ordinarie le strutture ad asse planimetrico rettilineo o a debole curvatura, con profilo trasversale fondamentale triangolare e sezioni orizzontali piene, divise in conci da giunti permanenti, secondo piani verticali normali al loro asse, posti a distanze reciproche sufficienti a prevenire fessurazioni da cause termiche o da ritiro.

Per esse le verifiche di sicurezza sono da eseguire per la sezione di fondazione alla quota più bassa e per le sezioni a varie quote nella struttura, ponendo in conto i seguenti fattori: peso proprio, spinta idrostatica, sottospinta e, se del caso, spinta del ghiaccio e azioni sismiche.

a) *Verifiche di stabilità allo scorrimento.*

Quando la diga è munita di canne e fori drenanti, nel corpo ed entro la fondazione, a distanza tra loro non superiore a m 2,50 il diametro dei quali non sia inferiore a 200 mm in fondazione e 120 mm nel corpo, le sottopressioni determinanti la sottospinta verranno assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi tenuto conto della quota di libero efflusso di essi, indi al valore dalla massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle.

La pressione massima lungo la linea dei drenaggi è comunque da assumere non inferiore alla pressione idrostatica di di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.

Quando i drenaggi non soddisfano alle condizioni sopra indicate le sottopressioni verranno assunte variabili linearmente su tutto lo spessore della struttura fra i valori estremi sopra indicati.

Il rapporto fra la somma delle componenti parallele alla superficie di fondazione ed alle superfici di ripresa dei getti delle forze sopra specificate e la somma delle componenti normali non deve superare 0,75. Tale limite è elevato a 0,80 per le sezioni comprese fra il coronamento e 15 metri al disotto di esso se il supero di 0,75 deriva solo dalle azioni sismiche.

Agli effetti della verifica precedente non è ammessa, ai fini del calcolo, una pendenza delle superfici predette maggiore di 0,05.

Per le sezioni di fondazione il limite 0,75 è da ridurre convenientemente, quando le caratteristiche della roccia risultano sfavorevoli alla sicurezza allo scorrimento.

b) *Verifica di resistenza.*

La verifica di resistenza è da condurre per le seguenti condizioni di carico:

a sebatoio vuoto: per le azioni di peso proprio ed eventualmente sismiche;

a serbatoio pieno: per le azioni di peso proprio, di pressioni idrostatiche sul paramento di monte, di spinta del ghiaccio ed eventualmente sismiche.

Dovranno risultare ai lembi di tutte le sezioni orizzontali:

tensioni principali di compressione non superiori al carico di sicurezza del materiale determinato in base alla resistenza caratteristica come indicato in C - 3 (sesto comma);

tensioni principali di trazione non superiori a 300 kPa (3 kgf/cm^2 circa).

Sono peraltro accettabili tensioni principali di trazione fino al limite di 500 kPa (5 kgf/cm^2 circa) se il supero di 300 kPa è indotto unicamente dalle azioni sismiche.

E) DIGHE A SPERONI E A VANI INTERNI.

E. 1. - *Caratteristiche generali e verifiche di sicurezza.*

Si intendono a speroni e a vani interni le strutture costituite da una successione di elementi indipendenti (speroni) con profilo fondamentale triangolare, a reciproco contatto lungo il paramento di monte ed, eventualmente, anche in tutto o in parte lungo quello di valle e con superfici laterali distanziate nel tratto intermedio; gli elementi possono essere pieni o cavi nel tratto mediano delle sezioni orizzontali.

Se il valore del rapporto fra l'interasse di due elementi affiancati e lo spessore minimo di essi o la somma degli spessori minimi se trattasi di elementi cavi, è compresa fra due e quattro per almeno 2/3 dell'altezza dell'elemento, le verifiche di sicurezza sono da condurre secondo le indicazioni in D-1 relative alle dighe a gravità ordinaria, salvo che le sottopressioni si riterranno agenti soltanto sotto la testa di monte dell'elemento con riduzione a zero sul contorno di valle di essa.

Se il rapporto predetto è minore di due valgono integralmente le norme per le dighe a gravità ordinaria; se è superiore a quattro la struttura è da considerarsi speciale.

E. 2. - *Caratteristiche particolari di forma. Giunti permanenti. Zoccolo. Superfici di fondazione.*

Le parti di diverso spessore di uno stesso elemento saranno raccordate con adeguata gradualità.

Nei casi di notevole disuniformità delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione ed in particolare di notevole differenza delle caratteristiche stesse sull'area di base di singoli elementi, ciascuno di questi dovrà poggiare su di uno zoccolo ampiamente armato, all'elemento stesso raccordato, di larghezza alla base ,in direzione trasversale, convenientemente maggiore di quelle del gambo (o dei gambi) dell'elemento.

Gli zoccoli, a contatto fra loro agli estremi di monte e di valle, saranno ivi divisi l'uno dall'altro da giunti permanenti; centralmente essi saranno ampiamente distaccati, lasciando libero un ampio vano atto a consentire la dissipazione di sottopressioni, fermo restando che queste dovranno essere valutate con la regola precisata in E - 1. Analogo vano dello zoccolo è necessario in corrispondenza del vano interno degli elementi cavi.

Ove non siano realizzate queste condizioni, valgono per la determinazione della sottospinta le norme indicate per le dighe a gravità ordinarie.

È opportuno che zoccolo ed elemento siano divisi l'uno dall'altro da un giunto permanente conformato secondo una superficie con generatrici orizzontali in direzione trasversale, con direttrice lievemente risaliente da monte a valle.

La superficie di fondazione, o diretta dei singoli elementi, ovvero degli zoccoli, dovrà avere risalienza, ancorché modesta, da monte a valle. La fondazione diretta dei gambi dovrà essere pressoché orizzontale nella direzione trasversale su tutta la larghezza del gambo.

Sono da evitare gli elementi cavi aventi notevole dislivello fra le superfici di appoggio dei due gambi. Sono in ogni caso da adottare disposizioni strutturali atte a prevenire pericolo di fessurazioni da tensioni secondarie conseguenti al dislivello predetto.

F) Dighe a volta.

F. 1. - *Caratteristiche generali e tipi particolari.*

Si intendono per dighe a volta le strutture monolitiche o a giunti bloccati fra conci, con sezioni orizzontali decisamente arcuate e impostate contro roccia, direttamente o attraverso una struttura intermedia di ripartizione (pulvino).

I giunti fra i conci in cui per ragioni costruttive le strutture potranno essere divise sono da bloccare solo dopo trascorso un tempo sufficiente a consentire liberamente la maggior parte delle deformazioni derivanti dal raffreddamento del calcestruzzo e dal ritiro proprio del cemento.

Si distinguono convenzionalmente, ai fini dell'analisi statica, in :

a) *dighe ad arco*, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la resistenza alla spinta dell'acqua ed eventualmente del ghiaccio ed alle azioni sismiche è sopportata in grande prevalenza per effetto della curvatura longitudinale (arco);

b) *dighe ad arco-gravità*, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che alla resistenza predetta concorrono in misura singolarmente non modesta sia l'effetto della curvatura longitudinale che quello trasversale di mensola;

c) *dighe a cupola*, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la reattività elastica è assimilabile a quella di lastra a doppia curvatura.

L'attribuzione delle singole opere ad uno dei tipi sopra elencati, da cui conseguono i diversi criteri adottati nella analisi statica dovrà essere ampiamente giustificata.

F. 2. *Verifiche di sicurezza.*

L'analisi statica delle dighe a volta è da eseguire per le condizioni di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno.

Per la condizione di serbatoio vuoto sono da considerare azioni sollecitanti le variazioni di temperatura e il ritiro e, per opere ubicate in zone soggette a sismi, le azioni inerziali orizzontali; quando hanno notevole influenza sul regime statico, sono da considerare anche il peso proprio e, per opere ubicate come sopra, la relativa azione inerziale verticale.

Per la condizione di serbatoio pieno sono da considerare, oltre alle precedenti, le pressioni dell'acqua, la spinta del ghiaccio e, per opere ubicate in zone soggette a sismi, le pressioni dinamiche dell'acqua.

Agli effetti delle verifiche di cui sopra la distribuzione delle variazioni della temperatura interna della struttura per il periodo di esercizio verrà dedotta dalle presumibili vicende della temperatura dell'aria e della acqua; si potrà ammettere che nel corso dell'anno queste seguano andamento sinusoidale, con massimo e minimo da stabilire in base all'esame dei regimi termici esterni rispettivi, osservati o presunti.

L'effetto residuo del ritiro proprio e dell'esaurimento del calore di presa del cemento verrà equiparato a quello di un abbassamento uniforme della temperatura compreso almeno fra 5° C e 10° C a seconda delle caratteristiche termiche del cemento, delle condizioni climatiche della zona, del ritmo dei getti, dell'intervallo di tempo previsto intercorrente fra questi e il bloccaggio dei giunti e delle dimensioni della struttura.

Sono ammissibili tensioni principali massime entro i limiti seguenti:

a) *a serbatoio vuoto*, per effetto del peso proprio;

1) se di compressione: non maggiori del carico di sicurezza determinato in base alla resistenza caratteristica prevista in progetto;

2) se di trazione: non maggiori di 800 kPa (8 kgf/cm^2 circa);

b) *a serbatoio pieno*, per effetto, insieme, del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio:

1) se di compressione: non maggiori del carico di sicurezza stabilito come in a - 1);

2) se di trazione: sul paramento di monte non maggiori di 500 kPa (5 kgf/cm^2 circa); sul paramento di valle non maggiori di 800 kPa (8 kgf/cm^2 circa).

Con l'aggiunta, alle azioni attive di cui ai punti a) e b), delle coazioni per variazioni di temperatura esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro, è ammissibile che le tensioni principali massime raggiungano valori superiori del 20% a quelli limiti indicati nei precedenti punti a) e b); con l'aggiunta ancora delle azioni sismiche, sono ammissibili tensioni ulteriormente superiori del 20% a quello limiti indicate in a) e b).

G) DIGHE A VOLTE O A SOLETTE POGGIATE SU CONTRAFFORTI.

G. 1. - *Caratteristiche generali.*

Le strutture in oggetto sono costituite di una successione di volte o di solette poggiate su contrafforti pieni o cavi, aventi profilo fondamentale triangolare.

Esse sono adottabili soltanto quando i dislivelli tra le fondazioni dei contrafforti contigui sono moderati e quando la roccia di appoggio di questi ha caratteristiche meccaniche elevate ed uniformi sia lungo i singoli contrafforti che per l'insieme di essi.

I tipi a solette e i contrafforti cavi non sono ammissibili in zone da ritenere soggette a sismi.

I contrafforti debbono essere convenientemente allargati e rinforzati alla base ed in prossimità di entrambi i paramenti.

Le solette fra coppie contigue di contrafforti saranno strutturalmente indipendenti ed il loro collegamento ai contrafforti non ne dovrà sensibilmente ostacolare le deformazioni termiche ed il ritiro.

Di regola è da escludere la tracimabilità. Qualora, in casi speciali, si ritenesse di dovervi far ricorso, non è ammessa la caduta libera dell'acqua fra i contrafforti e dovrà essere previsto apposito elemento strutturale, opportunamente profilato ed appoggiato sui contrafforti, per sostenere la vena sfiorante per tutta l'altezza della caduta e ad esso faranno seguito dispositivi di dissipazione dell'energia, protettivi dalle erosioni della roccia di base.

G. 2. - *Verifiche di sicurezza.*

Le verifiche statiche dei contrafforti sono da effettuare con le norme indicate in D-1 ma le sottopressioni sui contrafforti verranno supposte variabili linearmente dal valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte fino al valore zero ad una distanza da detto paramento pari a due volte lo spessore del contrafforte al lembo di monte.

Per la verifica delle volte sono da considerare archi elementari indipendenti normali alle generatrici, adottando i criteri, con la limitazione delle tensioni indicate in F-2.

H) DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI.

H. 1. - *Caratteristiche generali e suddivisione*

Le dighe in oggetto sono costituite di un rilevato formato con materiali litici sciolti micro e/o macroclastici. Il dispositivo di tenuta potrà essere formato con materiali litici appropriati avvero con materiali artificiali.

I materiali di formazione del rilevato possono essere approvvigionati direttamente per cavatura (*terre*) o ricavati per abbattimento di rocce (*pietrame*).

Si distinguono strutture:

a) *di terra omogenee:* costituite totalmente di terre di permeabilità uniforme di misura atta da sola a realizzare la tenuta;

b) *di solo terra o di terra e pietrame, zonate:* costituite solo di materiali naturali, di specie diverse, disposti in diverse parti della sezione, differentemente ma pur sempre ampiamente permeabili e di una zona di terra di bassa permeabilità (nucleo) con funzione di tenuta;

c) *di terra o pietrame o terra e pietrame con dispositivo di tenuta di materiali artificiali:* costituite di materiali naturali di una o più specie, diversamente ma pur sempre ampiamente permeabili, e di dispositivo di tenuta a monte (*manto*) o interno (*diaframma*) di materiali artificiali.

Il tipo a) non è da adottare per altezza superiori 30 metri.

H. 2. - *Materiali.*

La posa in opera dei materiali sciolti costituenti il corpo della struttura avverrà per costipazione in stato di opportuna umidità.

È esclusa la posa in opera con il procedimento idraulico o semi-idraulico.

L'idoneità dei materiali di cui è previsto l'impiego per il rilevato e, in particolare, le loro proprietà meccaniche e la permeabilità verranno determinate in fase di progettazione esecutiva con prove di laboratorio e, eventualmente, con

rilevati sperimentali. Nel giudizio di idoneità è da tener conto delle differenze che potranno verificarsi nei risultati per la diversità fra le condizioni di sperimentazione e le condizioni di posa in opera nonché le condizioni in cui i materiali stessi verranno a trovarsi a termine costruzione e durante l'esercizio del serbatoio.

È comunque da escludere l'impiego di materiali friabili, alterabili al contatto dell'acqua e dell'aria e/o contenenti in sensibile misura residui organici o sostanze solubili.

Prima dell'inizio della costruzione dell'opera sono da eseguire, con le attrezzature di cantiere, ulteriori rilevati sperimentali al fine di stabilire modalità e parametri della posa in opera e verificare la rispondenza delle proprietà meccaniche e di permeabilità risultanti con quelle di progetto.

Prove preliminari specifiche saranno da eseguire anche con le attrezzature di cantiere relativamente ad eventuali trattamenti di miscelazione di materiali tra loro diversi.

H. 3. - *Disposizioni strutturali particolari.*

Al fine di realizzare la tenuta di fondazione, una congrua parte del rilevato, nel caso di una diga omogenea, o il nucleo di una diga zonata, dovrà essere convenientemente addentrato in una formazione impermeabile, ove questa esiste a limitata profondità.

Se formazioni impermeabili sono presenti solo a notevole profondità oppure se risulta difficoltosa l'adozione della soluzione di cui al comma precedente e, comunque, per le dighe di cui al punto c) dell'art. H - 1, un idoneo dispositivo (muro di taglione, diaframma di calcestruzzo o similari, schermo ottenuto mediante iniezioni) dovrà assicurare la continuità tra il dispositivo di tenuta del rilevato e la formazione impermeabile di fondazione.

Qualora la tenuta di fondazione non sia realizzabile con i provvedimenti di cui al primo e secondo comma precedenti, sono da adottare dispositivi atti a ridurre i gradienti delle pressioni idriche sotterranee lungo la fondazione nella misura tale che siano sicuramente evitate erosioni interne del terreno.

Opportuni dispositivi (filtri) nel corpo della struttura e in fondazione dovranno evitare che si veifichino effetti erosivi interni a seguito di filtrazione, in particolare nelle zone di contatto tra materiali di granulometrie diverse.

Condotte di qualunque specie (di scarico, di derivazione ed altro) non dovranno traversare il corpo del rilevato.

Condotte del genere potranno essere ammesse solo in fondazione a condizione che esse siano completamente incassate entro trincee in roccia lapidea in posto ed abbiano ricoprimento di calcestruzzo di conveniente spessore. Inoltre, nei tratti in cui esse sottopassano le zone della struttura costituite di materiali impermeabili o scarsamente permeabili, dovranno (ove non siano in acciaio) essere dotate di speciale rivestimento interno tale da garantire la tenuta anche in caso di loro fessurazione, escluso che esso consista di semplici verniciature.

H. 4. - *Franco. Larghezza di coronamento. Organi di scarico.*

Il franco netto non deve essere inferiore ai valori seguenti:

Altezza della diga: fino a m	15;	30;	45;	60;	75;	90 o più.
Franco netto »	1,5	2,5	3,2	3,6	3,9	4,0

Per i valori intermedi dell'altezza, il franco netto è da determinare per interpolazione. Ai valori sopra indicati sono da aggiungere i prevedibili abbassamenti del coronamento successivi al termine della costruzione derivanti dal consolidamento sia del terreno di fondazione che del rilevato.

La larghezza di coronamento deve essere stabilità nella misura per cui la posa in opera del materiale possa essere compiuta meccanicamente fino in sommità in maniera del tutto corretta. Comunque, essa non può essere inferiore al doppio del franco netto minimo quale sopra indicato.

La portata massima da scaricare per il più gravoso evento di piena previsto deve eseere evacuabile unicamente con gli scarichi di superficie.

Essi potranno essere costituiti da una o da più soglie libere ovvero da soglie libere e da soglie munite di paratoie automatiche.

In questo secondo caso, considerata l'ipotesi di mancato funzionamento della paratoie, la portata pari ad almeno metà della massima che è previsto di scaricare per il più gravoso evento di piena, deve essere evacuabile con le soglie libere, ammesso peraltro che in tale condizione il franco netto si riduca a valori metà di quelli sopra indicati, fatto salvo il minimo di un metro. Ove quali sfioratori di superficie si intenda adottare il tipo a calice od analoghi, soggetti a saturazione, le dimensioni di essi dovranno essere tali che la quota di saturazione risulti superiore a quella di massimo invaso aumentata di due terzi del franco nett.o

Sfioratori di quest'ultima specie saranno oggetto di specifiche prove su modello. In ogni caso dovranno essere dotati di ampi condotti per l'alimentazione dell'aria al passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e ad ogni altro punto di singolarità della corrente.

H. 5. - *Verifiche di sicurezza.*

La stabilità della diga dovrà essere verificata relativamente alle seguenti condizioni:

a termine costruzione;

a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;

a seguito di rapido vuotamento del serbatoio dal livello massimo al livello di minimo invaso e, ove sia significativo, anche a livelli intermedi.

Saranno di norma omesse le verifiche per la terza condizione per le dighe del tipo c) di cui in H-1 con dispositivo di tenuta a monte (manto).

L'analisi statica deve proporsi di individuare, nelle varie condizioni sopra indicate, le superfici di potenziale scorrimento più prossime alla instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione e ciò relativamente alla sezione maestra della struttura e ad altre sezioni trasversali opportunamente scelte.

Il rapporto fra le forze (o momenti) reattive capaci di opporsi allo scorrimento lungo le superfici predette, e le forze (o momenti) attive che tendono a produrlo, non dovrà essere inferiore a: 1,2 a termine costruzione; 1,4 a serbatoio pieno; 1,2 a seguito di rapido vuotamento.

Per le opere di maggior rilievo per caratteristiche della diga e dei terreni di fondazione sono raccomandate verifiche di stabilità con procedimenti di calcolo diversi.

H. 6. - *Disposizioni particolari per le opere ubicate in zone ritenute soggette a sismi.*

La scelta dei materiali per il rilevato ed il grado della loro costipazione nella posa in opera dovranno essere tali da ridurre il più possibile l'abbassamento del coronamento che potrebbe essere prodotto per effetto di assestamento da un sisma.

Il franco netto di coronamento quale indicato in H - 4 è da aumentare delle quantità seguenti (interpolando per le altezze intermedie):

Altezza della diga: m	fino a 15;	30;	45 e oltre
aumento del franco: m	fino a 0,30	0,70	1,00

La larghezza minima di coronamento indicata in H - 4 è da aumentare del doppio dell'aumento del franco.

Il nucleo (di terra) ed i relativi filtri, sia a monte che a valle, dovranno avere spessori convenientemente superiori agli ordinari, tali da proteggere dalla evoluzione in erosione interna di eventuali lesioni del nucleo; assai ampi dovranno essere i relativi dispositivi di raccolta e scarico delle perdite.

Pure assai spessi e molto permeabili dovranno essere i drenaggi dietro i manti di tenuta (al paramento) e ancora assai ampi i dispositivi di scarico relativi. Comunque, con la opportuna ripartizione dei materiali nei riguardi granulometrici, la struttura dovrà essere protetta, a fronte di accidentale rottura del manto, dagli effetti sulla stabilità del materiale del corpo (erosione interna) e sulla stabilità del paramento di valle da eccessi di velocità del flusso delle perdite.

Non sono da impiegare tappeti impermeabili quali dispositivi per la riduzione del gradiente di pressione lungo la fondazione.

Con riferimento alle situazioni indicate in H - 5 è da eseguire la verifica di stabilità con il criterio pseudo-statico tenendo anche conto delle forze sismiche agenti sulle masse dei materiali e dell'acqua in essi interclusa quali indicate in B - 4, ad eccezione di quelle orizzontali di cui al punto 2 di B - 4 *a*). L'azione dinamica dell'acqua dell'invaso deve intendersi applicata sul paramento di monte anche se questo è permeabile.

Il relativo coefficiente di sicurezza per tutte le situazioni previste in H - 5 non dovrà risultare inferiore a 1,2.

Per le dighe di particolare importanza per altezza, da costruire in zone di alta sismicità, è opportuna la verifica con metodi di analisi dinamica come pure la prova su modelli.

La capacità degli scarichi di fondo dovrà essere tale da rendere possibile l'abbassamento rapido del livello della acqua per i superiori due terzi dell'altezza di invaso iniziando dal massimo invaso, abbassamento di cui potrebbe insorgere la necessità in caso di lesione pericolose del rilevato.

H. 7. - *Sbarranti di tipo misto.*

Per gli sbarramenti di tipo misto, costituiti in parte da strutture di calcestruzzo ed in parte da strutture di materiali sciolti, valgono per le singole parti le rispettive norme. Dovrà peraltro essere particolarmente studiata ed in fase esecutiva curata la giunzione fra le due specie di strutture in vista della loro diversa deformaiblità.

I) SBARRAMENTI PER LAMINAZIONE DELLE PIENE.

Gli sbarramenti di qualsiasi tipo aventi l'ufficio principale di invaso dell'acqua per attenuazione delle portate di piena a valle (lamiazione), siano essi della specie a luci di scarico libere o di quella a luci regolabili, debbono essere dotati oltreché di scarichi di superficie, di dispositivi di chiusura delle luci predette (paratoie o ture a rapida rimozione) tali da consentire il riempimento del serbatoio a fine costruzione della diga, a scopo di collaudo, nonché periodicamente, durante l'esercizio, a scopo di controllo dello stato di efficienza dell'opera.

L) TRAVERSE FLUVIALI.

Per traverse fluviali si intendono gli sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua.

Sono soggette alle presenti norme quelle che determinano un volume totale di invaso superiore a 100.000 m^3 qualunque sia l'altezza della struttura.

Nel caso che il rigurgito interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata l'idoneità di essi in condizioni di sicurezza alla permanente trattenuta dell'acqua.

In sede di progettazione esecutiva dell'opera è da rilevare dettagliatamente la costituzione del terreno di fondazione per accertarne l'idoneità a sopportate i carichi trasmessi dalla struttura nonché la permeabilità nel caso di formazioni sciolte; corrispondentemente dovranno essere determinate le caratteristiche del moto di filtrazione che verrà a stabilirsi al di sotto delle fondazioni e previsti i dispositivi per la limitazione delle perdite e che debbono anche determinare la sicura stabilità del terreno e delle strutture.

Le verifiche di stabilità delle strutture saranno da eseguire sia per le pile che per i dispositivi intermedi (platee), ponendo in conto anche le eventuali azioni sismiche. Il progetto deve altresì prevedere:

la difesa dalle erosioni del fondo e delle sponde dell'alveo a valle della struttura, ricorrendo in proposito ad esperienze su modello per le opere più importanti;

il rigurgito provocato dalla struttura ed i conseguenti provvedimenti di difesa a monte;

i sistemi di comprovata affidabilità di manovra delle paratoie.

M) SBARRAMENTI DI TIPI VARI.

Si intendono di tipo vario tutte le strutture di sbarramento diverse da quelle definite in quanto precede.

I progetti di tali strutture ed i criteri di esecuzione devono essere in armonia con quanto indicato nelle presenti norme per i tipi strutturali assimilabili.

(1992)

ERNESTO LUPO, *direttore*
VINCENZO MARINELLI, *vice direttore*

DINO EGIDIO MARTINA, *redattore*
FRANCESCO NOCITA, *vice redattore*

(3651062/7) Roma - Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato - S.